

УДК 624.012.35, 539.319

А.Н.ШАПОВАЛОВ, канд. техн. наук, А.Ю.КУЛАКОВ, А.И.БЕСПАЛОВ
Харьковская государственная академия городского хозяйства

УЧЕТ ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ АРМАТУРЫ И БЕТОНА В ТЕОРИИ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Анализируется прочность и деформативность железобетонных элементов в аспекте учета взаимного влияния бетона и арматуры друг на друга.

Существующая методика расчета железобетонных конструкций базируется на использовании независимых прочностных и деформативных характеристик бетона и арматурной стали. Эти характеристики получают путем испытания в лабораторных условиях определенных стандартных образцов, результаты которых закладываются в основной расчетный аппарат железобетонных конструкций. Однако совместная работа бетона и арматурной стали приводит к существенному перераспределению внутренних напряжений в образованном композитном материале. И нельзя безапелляционно переносить прочностные и деформативные характеристики исходных материалов на новый комплексный материал — железобетон.

Возникает многоплановая задача учета этого явления как в простых случаях армирования конструкции, так и в более сложных. Для элементарных случаев конструирования (изгибаемый элемент с одиночной арматурой без хомутов, условно центрально-сжатые элементы с малым процентом армирования и т.п.) взаимное влияние арматуры и бетона сказывается несущественно и им можно пренебречь. Во всех остальных случаях такой отказ приводит к недостоверным показаниям прочности и деформативности материалов и искажению конечных результатов. Для бетона, особенно низких классов, дополнительным фактором, влияющим на оценку прочностных параметров, служит наличие усадки и ползучести. При этом интересно отметить, что усадочные деформации и ползучесть получают на чисто бетонных образцах, а в расчетной практике переносят их на железобетонные элементы. К сожалению, в литературных источниках очень мало имеется данных о сопоставлении прочностных и деформативных параметров исходных материалов (бетона и арматуры) при их чистом испытании и при наличии двух материалов совместно — бетона и арматуры.

Особый интерес представляют задачи исследования деформативных характеристик композита — железобетона при различных видах нагружения (растяжение, сжатие, изгиб) и сопоставление этих данных с исследованиями чистых материалов бетона и арматуры.

Проведенные в ХГАГХ серии экспериментальных исследований показали, что при сжатии бетонных призм размерами 15×15×45 см без наличия и при сжатии аналогичных призм с наличием 4 стержней Ø18 А-III, расположенных по углам призм, прочность последних снижалась на 8÷12%. При анализе растяжения результаты еще более отчетливы. Для экспериментальных образцов-восьмерок размером 7,0×7,0×50 см проводились параллельные исследования чистых образцов и с наличием центрально расположенного арматурного стержня Ø8 А-III. Величина усилия трещинообразования оказалась для армированных образцов намного меньше (в пределах 35÷40%, а иногда и более), чем для чисто бетонных образцов. Деформативность армированных образцов при загрузении до уровня 0,7 от $N_{сгс}$ оказывается больше на 25÷60%, чем у чисто бетонных образцов. Объяснить такое явление только усадочными процессами бетона и наличием дополнительного растягивающего поля напряжений в бетоне явно недостаточно.

Проанализируем методику определения $N_{сгс}$ центрально растянутых элементов в соответствии со СНиП 2.03.01.84*. Величина усилия трещинообразования по этим нормам определяется:

$$N_{сгс} = R_{bt,ser}(A_p + 2\alpha A_s) - \sigma_s A_s, \quad (1)$$

где $\sigma_s A_s$ – параметр, учитывающий влияние усадки.

Проверив экспериментальные данные по формуле (1) с рекомендуемой величиной усадочных напряжений 30 МПа, были получены более завышенные значения $N_{сгс}$, чем в эксперименте. Следовательно, еще какие-то дополнительные обстоятельства влияют на снижение величины прочностной характеристики бетона при растяжении. Такой причиной можно считать нарушение сплошности бетона в зоне контакта бетона и арматуры. Местные напряжения, возникающие в зоне контакта приводят к локальному растрескиванию бетона в контактной области по периметру арматуры. Поэтому величину трещинообразования следует определять по следующей формуле:

$$N_{сгс,в} = N_{сгс,в} - N_{sl} - N_{con}, \quad (2)$$

где $N_{сгс,в}$ – усилие трещинообразования чисто бетонного сечения; N_{sl} – усилие растяжения в бетоне, вызванное проявлением усадки; N_{con} – контактное усилие, обусловленное развитием нормальной трещины в зоне контакта бетона и арматуры.

Арматура в бетоне является концентратором напряжений, поэтому прочность бетона в окружающей зоне снижается как на этапе развития усадочных деформаций, так и на этапе внешнего растягивающе-

го напряжения.

Используя общие положения механики разрушения твердых тел, а также силовую теорию трещинообразования, величину усилия N_{con} можно определить по значению коэффициента интенсивности напряжений K_I . При этом за матрицу среды можно принять бетон, а в качестве включения рассматривать арматуру. Прочность включения больше прочности матрицы, а прочность сцепления в контактной зоне меньше прочности каждого из материалов.

Критическая нагрузка, при которой трещина длиной L начинает развиваться, может быть определена по формуле [2]:

$$N_{\text{cr}} = \sqrt{2\pi E \gamma L_1}, \quad (3)$$

где L_1 – полудлина трещины; E – модуль упруго-пластичности бетона; γ – плотность поверхностной энергии (2,5 Дж/м²).

Общее значение можно записать в виде:

$$N_{\text{con}} = [(K_I - 1) / K_I] \times \sqrt{2\pi E \gamma L_1} \leq N_{\text{cr}}. \quad (4)$$

Значение N_{cr} , определенные с учетом формул (2) и (4), дали удовлетворительные результаты при сопоставлении теоретических и экспериментальных данных. Расхождение в результатах составило 7÷10%. Следует отметить, что при экспериментальных исследованиях с целью получения более надежных результатов растягивающая нагрузка (так же, как и при сжатии) передавалась только через бетон.

Одним из примеров взаимного влияния арматуры и бетона на деформативные характеристики железобетонного элемента может служить взаимодействие жесткости арматурного каркаса с общей жесткостью железобетонного элемента.

В существующей расчетной практике жесткость арматурного каркаса, забетонированного в железобетонную конструкцию, не учитывается, эта жесткость принимается равной нулю. В расчетных формулах, приведенных в нормативных документах [1], арматура представлена только как компонента жесткости всего железобетонного сечения в виде $E_b I_{\text{ред}}$ или $E_s A_s (h_0 - x)$, ни о каких-либо жесткостных параметрах самого арматурного каркаса и его влиянии на общую деформативность железобетонного элемента (при изгибе, внецентренном сжатии, кручении с изгибом) не упоминается. Считается, что таковая жесткость не существенна и ею можно пренебречь. К тому же нет достаточных экспериментальных и теоретических данных, чтобы учесть эту жесткость в конкретных расчетных формулах.

Проведенные в ХГАГХ предварительные исследования по определению жесткостных параметров арматурных каркасов показали

[3, 4], что эта жесткость наиболее зависит от способа соединения поперечной арматуры с продольной и несущественно зависит от шага поперечной арматуры. Прогобы каркаса с вязаной арматурой превышали аналогичные прогибы со сварной арматурой в 1,8-2 раза. Особенно выразительно эта разница проявляется при высоких уровнях загрузки. На низких уровнях загрузки ($0,2 \div 0,3 R_{пред}$) разница в прогибах менее существенна. При бетонировании каркасов и образовании железобетонных элементов влияние жесткости каркаса на общую деформативность балок снижается. Так, в балках со сварными каркасами прогибы оказались меньше на 25÷30% по сравнению с прогибами балок с вязаными каркасами. Факт влияния приварки хомутов на увеличение жесткости отмечал еще В.И.Мурашев [5]. Это в достаточной мере было им четко выявлено при испытании плит со сварными и вязаными сетками. Прогобы плит, армированных вязаными сетками, значительно больше прогибов плит, армированных теми же сетками, но сваренными в узлах. Влияние шага хомутов сказывается на деформативность балок менее отчетливо. Таким образом, получены первые представления о влиянии жесткости арматурного каркаса на общую деформативность железобетонного элемента.

Если рассматривать теоретические основы отмеченного в экспериментах факта зависимости прогибов от жесткости арматурного каркаса, то здесь целесообразно исходить из предпосылки о том, что бетонный элемент, имеющий жесткое включение, меняет и свою деформативность, зависящую как от вида включения, так и от способа расположения в поперечном сечении. Особенно значительным это влияние будет сказываться при устройстве массивных арматурных каркасов и наличии закладных деталей. Тогда общепринятые теоретические формулы будут давать заведомо повышенную деформативность. На первом этапе расчёта можно использовать общепринятую формулу определения жесткости изгибаемых элементов с введением дополнительного слагаемого $E_k \Phi_k$, тогда кривизна железобетонного элемента будет иметь вид:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M \Phi_{в2}}{\Phi_{в1} E_k I_{red} + E_k \Phi_k}, \quad (5)$$

где E_k – характеристика упругих свойств элементов каркаса; Φ_k – геометрический параметр жесткости каркаса, определяемый по зависимости:

$$\Phi_k = (A_s + A_s') \left(\frac{Z_s}{2} \right)^2 \lambda + \rho k^2 \left(\frac{b + h}{10} \right)^2. \quad (6)$$

В формуле (6) Z_s – расстояние между центрами тяжести сжатой и растянутой арматуры каркаса; λ – коэффициент стабильности, $\lambda=0,8\div 1,2$; ρ – характеристика вида соединения арматурных стержней; k – коэффициент учета шага поперечной арматуры; b и h – размеры поперечного сечения.

Учет взаимного влияния бетона и арматуры не ограничивается только теми факторами, которые были описаны выше. Представляет самостоятельный интерес вопрос о влиянии класса бетона на изменение прочностных и деформативных характеристик арматуры, вопрос развития реологических свойств бетона при наличии различных видов армирования и ряд других.

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М., 1989.

2. Зайцев Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. – М.: Стройиздат, 1982.

3. Шаповалов А.Н., Беспалов А.И. Влияние жесткости узлов арматурного каркаса на деформативность железобетонных балок // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып.33. – К.: Техніка, 2001. – С.79-83.

4. Шаповалов А.Н., Беспалов А.И. О некоторых вопросах деформативности железобетонных балок // Вісник Донбаської державної академії будівництва і архітектури. Вип.5 (30). – Мakiївка, 2001.

5. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона. – М., 1950.

Получено 18.05.2002

УДК 624.072.33

Ю.П.КИТОВ, Г.Л.ВАТУЛЯ, кандидаты техн. наук

Украинская государственная академия железнодорожного транспорта, г.Харьков

ОПТИМИЗАЦИЯ СТАТИЧЕСКИ ОПРЕДЕЛИМЫХ БАЛОК ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ПЕШЕХОДНЫХ МОСТОВ

Рассматриваются вопросы оптимизации конструкции статически определимой шпренгельной балки. Для решения задачи использован метод пошаговых приближений и метод динамического программирования.

Включение шпренгеля в работу балки является эффективным средством для увеличения экономичности конструкции. Подобное конструктивное решение используется как при создании новых, так и усилении существующих конструкций. В статически определимых балках создание рациональной конструкции достигается путем вариации расположения распорок шпренгеля и величины стрелы подъема. Обозначим расстояние от опор до каждой из распорок через χ (рисунк).